逆断層変位を受ける箱型地中構造物に作用する土圧特性に関する研究

樋口俊一[1]・加藤一紀[1]・佐藤　伸[2]・伊藤悟郎[3]・佐藤　唯[3]

[1]正会員　株式会社大林組　技術本部技術研究所　構造技術研究部（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）
E-mail:higuchi.shunichi@obayashi.co.jp

[2]正会員　株式会社大林組　土木本部生産技術本部　設計第二部（〒108-8502　東京都港区港南2-15-2）

[3]正会員　東北電力株式会社　土木建築部（〒980-8550　仙台市青葉区本町1-7-1）

本研究では，岩盤上に設置し，埋め戻したボックスカルバート構造物を対象とし，構造物直下の断層が逆断層変位した時，構造物に作用する土圧を遠心模型実験により定量的に評価した．さらに，FEMによる遠心実験の再現解析により地盤の変形モードや地中構造物への土圧に対する再現性を検討した．

実験の結果，地中構造物頂版の土圧は初期土圧相当で一定であること，側壁の土圧は断層変位に伴って増加するが，一定の断層変位量で頭打ちとなることがわかった．また，地中構造物の変形モードは，底版と断層線の位置関係により影響を受けることがわかった．

また，2種類の地盤構成則を用いた地盤-構造物系の2次元弾塑性FEMによる再現解析により，地盤の変形状況や地中構造物に作用する土圧外力および構造物の変形モードの再現性について検討した．

Key Words : *Fault displacement, RC structure, Centrifuge experiment, Finite element method*

1.　はじめに

2016年4月に発生した熊本地震における地表面断層変位の出現は記憶に新しいが，近年，内陸活断層地震に起因する地表面変状の報告が増えつつあり，海外では1999年の台湾・集集地震の事例に代表される，大規模な地盤変状の影響で構造物に大きな被害が生じた事例が報告されている[1)]．構造物に対する断層変位の影響については，例えば常田は構造物の工学的対応とともに整理・考察を試みており[2)]，近年断層変位を考慮した構造物の設計・施工事例も増えつつある[例えば3)]．一方，地盤と地中構造物の相互作用を考慮した詳細な分析事例には，大塚らの免震層の効果に関する研究[4)]や，筆者らの鉄筋コンクリート製ボックスカルバート構造物を対象とした構造物の損傷と破壊モードの検討例[5)]があるが，いずれも数値解析に基づいた研究であり，その着目点は主として構造物の挙動評価である．これに対して，断層変位を受ける地中構造物に作用する土圧に起因する外力について，定量的に検証した事例はほとんどない．

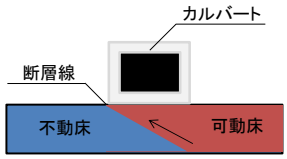
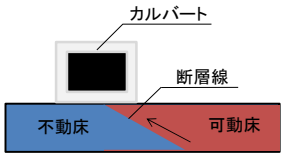
このような背景から，本研究では岩盤上に設置し埋め戻したボックスカルバート構造物（以下，地中構造物とする）を対象とし，直下の断層が逆断層変位した時，構造物に作用する土圧について遠心模型実験により検証した[6,7)]．また，実験結果に対してバイリニアモデルと下負荷面モデルの2つの構成則を用いた2次元弾塑性FEMモデルによる再現解析を実施し，地盤の変形モードや地中構造物へ作用する土圧の再現性を検討した．

2.　遠心模型実験

(1)　実験概要

遠心重力場で模型地盤に逆断層変位を再現する載荷土槽を製作した（図−1）．この土槽は片側の床版（長さ500mm）を油圧ジャッキにより水平面から30°でせりあげ，模型地盤に逆断層変位を作用させるものである．実験は模型縮尺1/50とし，遠心重力50gで実施した．地盤材料は乾燥岐阜珪砂7号で，相対密度90%を目標に振動締固めにより，実物換算表層地盤厚15m（模型寸法300mm）の模型地盤（長さ77.25m，奥行50m（模型寸法1,545mm×1,000mm））を作成した．地中構造物模型は実物寸法8.0m×6..0m（模型寸法160×120mm，壁厚20mm），床版および側壁厚1.4mのRCボックスカルバート構造物をプロトタイプとし，アルミブロックを切削

表-1　実験ケース

ケース	地盤	地中構造物模型の有無	最大断層変位 δ_{max}	カルバート模型の設置位置
1	珪砂 7 号（乾燥砂） 層厚：300mm 実物換算 15m 相対密度 90%以上（γ_t=15kN/m^3）	無	100mm 実物換算 5m	―
2		有 寸法：160×120mm 壁厚 20mm 実物寸法 8.0m×6.0m 土被り：180mm 実物換算 9m		 可動床（上盤）側に設置
3			60mm 実物換算 3m	 断層を跨いで設置（底版において下盤 2/3, 上盤 1/3 のかかり）

加工して製作した．

本研究では地中構造物の横断方向への影響を対象とすることから，地中構造物模型は断層走行方向に沿って設置した．また，模型は土槽奥行方向に 3 分割（それぞれ幅 395mm, 200mm, 395mm）し，中央を計測用模型とした．

実験では遠心重力 50g を試験体に載荷した状態で模型地盤に断層変位を与えた．乾燥砂地盤であることから変位載荷速度の影響はないものと考え，地盤および模型の変形状況を確認しながら段階的に変位を載荷した．

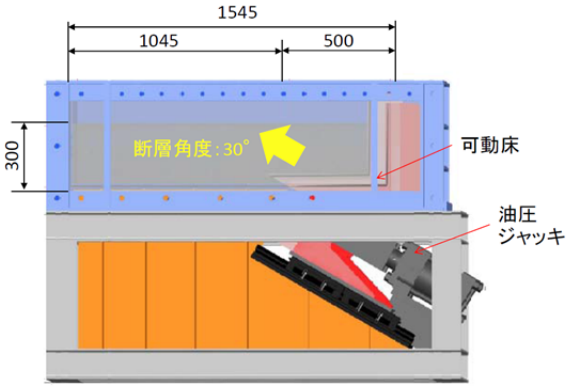


図-1　断層変位載荷土槽（単位：mm）

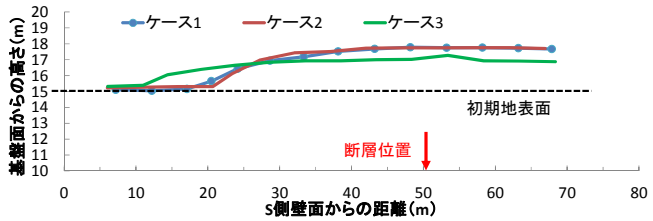
(2)　実験ケース

実験ケースを表-1 に示す．ケース 1 は地中構造物模型の無い地盤のみの場合，ケース 2 は地中構造物模型が全て断層上盤側にある場合，ケース 3 は断層線位置が地中構造物模型底版直下（右から約 1/3）にある場合である．

(3)　地盤の変形

写真-1 に断層変位載荷前後の模型地盤（ケース 2）の変形の様子を示す．初期には水平成層であった地盤が，断層上盤側（N 壁側）地盤が盛り上がり，せん断帯が発生して地表面に到達している．せん断帯の向きは概ね断層の変位方向と一致している．図-2 に各ケースの地表面の変形計測結果（実物換算値）を重ねて示すが，地盤のみのケース 1 と上盤側に地中構造物模型を設置したケース 2 では形状がほぼ一致している．一方，地中構造物模型の底版が断層を跨ぐケース 3 では発生したせん断帯の地表面到達位置が S 壁側（下盤側）に平行移動した．図-3 に試験後に計測した地中構造物模型の位置を示すが，ケース 3 では地中構造物模型が反時計まわりに約 4 度回転した．また，地中構造物模型左下隅角部からせん断帯が発達したと仮定すると，せん断帯の到達位置が計測結果と整合することがわかった．

写真-1　断層変位載荷前後の模型地盤の変形の様子（ケース 2）



ケース 1, ケース 2 は断層変位量 5m
→上盤の鉛直変位量は 2.5m
ケース 3 は断層変位量 3m
→上盤の鉛直変位量は 1.5m

図-2　各ケースの地表面変形計測結果

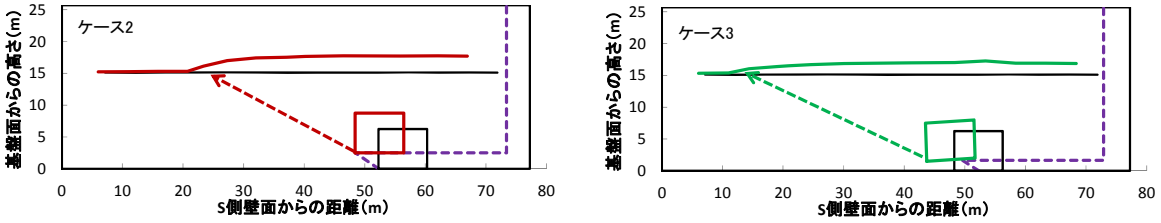


図-3　試験後に計測した地中構造物模型の位置と断層線の到達位置の関係

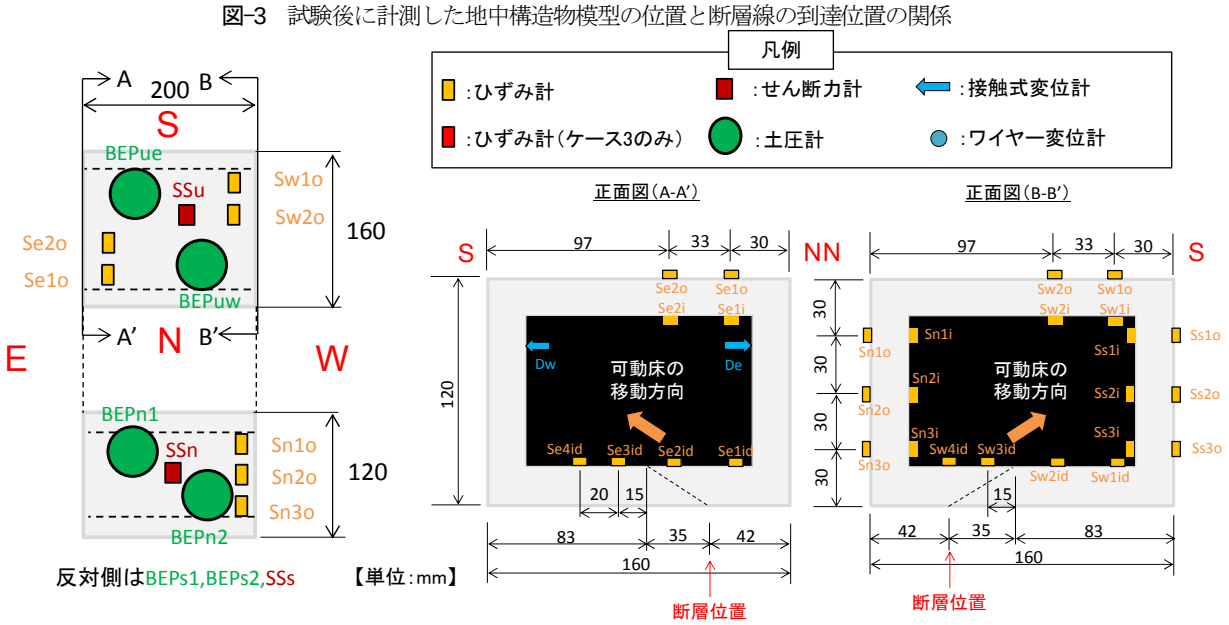


図-4　地中構造物模型の計測機器配置（ケース 3 の例）

なお，**写真-1** に示すような明確なせん断帯は，断層変位量が δ=2.0m を超えると観察されるようになった．

(4)　地中構造物に作用する土圧外力

断層変位時の地中構造物模型に作用する土圧外力の計測を目的として，中央の計測用模型に**図-4** に示す計測機器を配置した．これ以降，構造物の上盤側の側壁を N 側壁，下盤側の側壁を S 側壁とする．

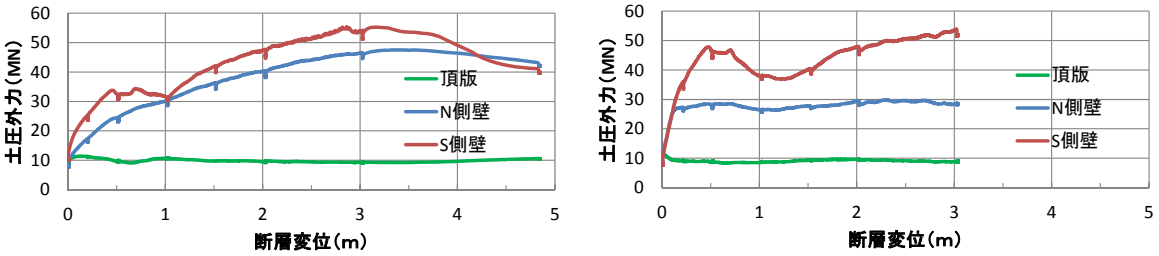
地中構造物模型に作用する地盤からの土圧外力と断層変位（断層傾斜方向への変位量と定義する．）との関係を**図-5** に比較して示す．ここで地中構造物模型に作用する土圧外力は，土圧計（φ50mm）の計測値（圧縮：正）に各土圧計が設置されている面の面積を乗じて算出した．なお，データ整理においては，土圧外力を地中構造物模型 1 ブロック（実物換算奥行 10m）あたりの作用力として算定した．

頂版に作用する土圧外力は地中構造物模型の設置位置や断層変位量によらず，初期土圧（10MN）相当で一定であることがわかる．ここで，頂版の土被りから算定される土圧外力（頂版面積を掛けたもの）は 11MN である．

一方，地中構造物側壁に作用する土圧外力は断層変位に伴って増加するが，ケース 2 では S 側壁では断層変位 δ=0.5m で一旦頭打ちとなり，その後緩やかに上昇して断層変位 δ=3.0m 付近で 55MN のピークを示す．S 側壁では土圧外力が漸増し続け，ピーク荷重は断層変位 δ=3.0m 付近で 45MN である．ケース 3 では下盤側（S 側）で断層変位 0.5m で 50MN 弱のピークを示し，一旦荷重低下した後に再度上昇傾向となる．一方 N 側壁では断層変位 δ=0.1m 付近で土圧外力が 30MN 弱で頭打ちし，その後も増加しなくなっている．

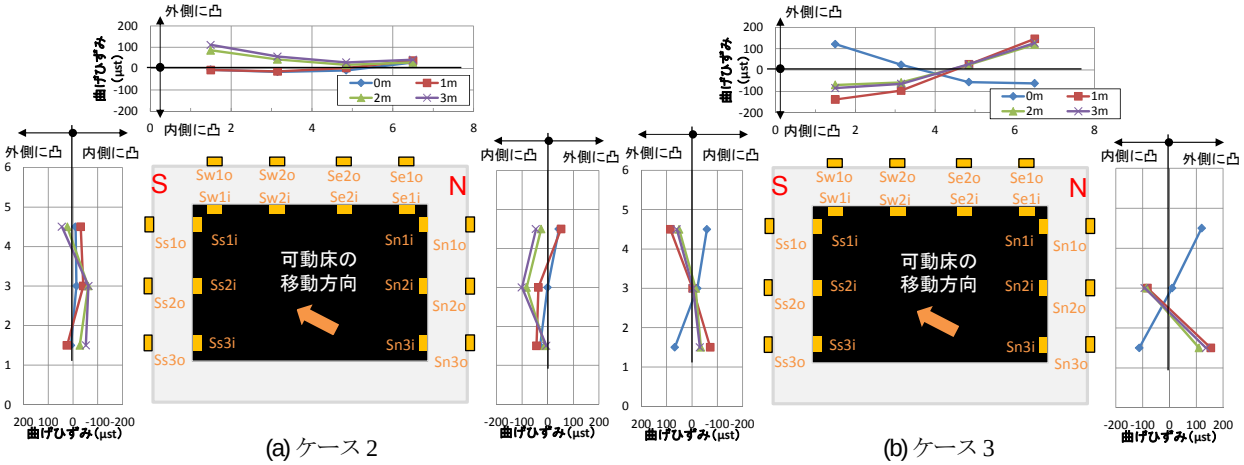
(5)　地中構造物の変形モード

図-6 に代表的な断層変位量における地中構造物部材の曲げひずみ分布を比較して示す。ここで，ケース 3 の



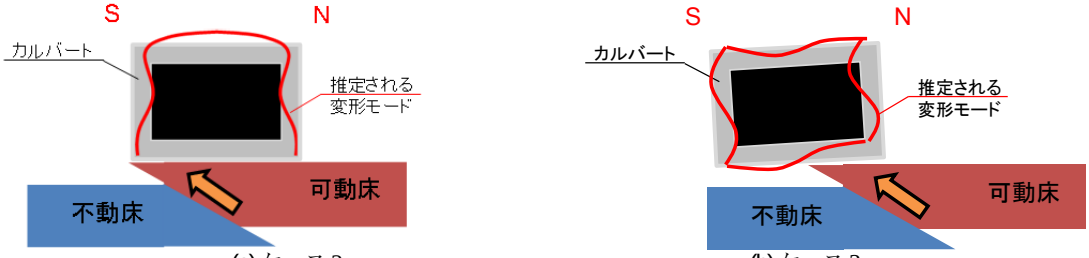
(a) ケース 2　　(b) ケース 3

図-5　各ケースの断層変位-土圧外力の関係



(a) ケース 2　　(b) ケース 3

図-6　代表的な断層変位量における地中構造物部材の曲げひずみ分布



(a) ケース 2　　(b) ケース 3

図-7　曲げひずみ分布に基づき推定される地中構造物模型の変形モード

N 側壁上部のひずみゲージは載荷初期段階で断線し，欠測している．

頂版の曲げひずみは，ケース 2 では徐々に S 側が増加する傾向を示しているのに対し，ケース 3 では断層変位量が小さい時点で N 側の曲げが卓越し始める．これはケース 3 では地中構造物模型が断層線を跨ぐため，断層変位によって剛体回転するとともに，底版が片持梁のように上盤側に乗った状態となるからと考えられる．これにより上盤側（N 側）で上に凸，S 側で下に凸の曲げひずみが生じるが，これについては別途考察する．

側壁においては，ケース 2 では NS 両側壁において側方土圧増加により内側に凸の曲げが増加していくのに対し，ケース 3 では断層変位ゼロ（初期状態）と変位載荷後で側壁の隅角部付近の曲げひずみの向きが逆転している．これは上述のように地中構造物模型底版が片持梁のような状態となることに起因すると考えられる．

これら曲げひずみ分布に基づき推定される地中構造物模型の変形モードを図-7 に示す。ケース 2 では側方土圧の増加によって内側に押しつぶされるような変形モードとなるが，ケース 3 では地中構造物模型が片持梁の状態となり，底版には断層線を挟んで N 側には上に凸の曲げが，S 側には下に凸の曲げが作用すると考えられる．これに対応して隅角部を介して側壁に曲げが伝達し，図示するようなひし形の変形モードになると考えられる．

ケース 3 の変形モードを詳細に検討するため，底版上面（構造物内側）で計測したひずみ（単軸ゲージ：図-4：Se1id～Se4id）の挙動を分析する．図-8 に，底版の計測ひずみと断層変位の関係を示す．断層変位ゼロにおいては，遠心載荷による上載荷重増加により載荷土槽の可動床側（N 側）にわずかな沈下が生じる．そのためこのときのひずみ 1，2（図中の黄色字）は圧縮（-），3，4 は引張（+）となり，底版の変形モードは青囲み図となる．ただし，側方土圧の増加による軸圧縮が作用するため，3 の計測値は圧縮（-）となっている．

断層変位が載荷されて可動床が左（S）方に動くと次第に段差が解消され，断層変位 δ =0.1m 付近で支持条件

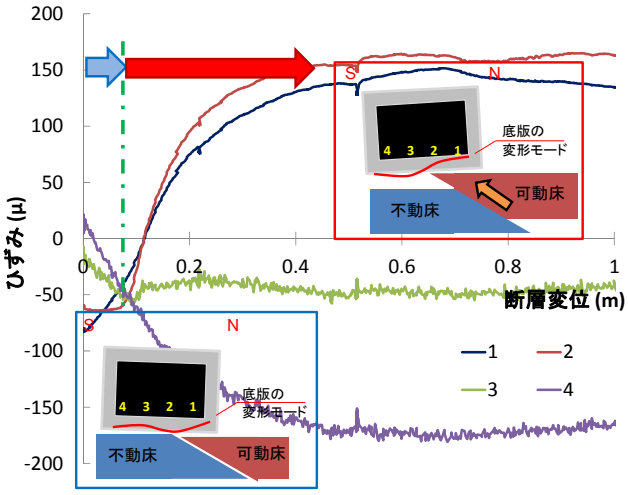


図-8　断層変位と地中構造物底版上面の計測ひずみの関係（ケース 3）

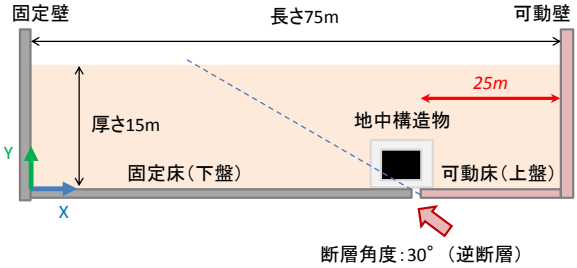


図-9　断層実験模型と解析モデル：
座標および変位成分の定義

が逆転する（青矢印の区間から赤矢印へ移行）．このときひずみ 1，2 は引張（+）に，3，4 は圧縮（-）となる（赤囲み図）．以上より，図-7(b)での変形モードの考察の妥当性が裏付けられる．

一方，いずれの計測ひずみも断層変位 δ=0.4m 付近で増加傾向が収束しており，図-5(b)の断層変位－土圧外力の関係にほぼ整合することとなっている．

3.　再現解析

(1)　解析の概要

遠心重力場での断層変位載荷実験を対象に，2 種類の地盤構成モデルを用いた地盤-構造物系の 2 次元弾塑性 FEM 解析を実施し，断層変位の影響による地盤の変形モードや地中構造物への土圧に対する再現性を検討した．なお，本検討では地盤のみのケース 1 と，地中構造物の底版部を全域にわたり上盤側（可動床）に設置したケース 2 を解析対象とした．

(2)　解析モデル

a)　解析プログラム

解析にはコンクリート材料構成モデル[8]に多くの検証実績を有する有限要素解析プログラムFINAL-GEO[9]を用いた．FINAL-GEOは大規模高速化に適した連立方程式の解法を用いて演算速度が従来から飛躍的に高速化している．本研究では地盤の構成モデルとしてDrucker-Pragerモデルに加え，新たに橋口らが開発した下負荷面モデル（Sub-loading Surface Model）[10]を導入した．

b)　解析モデル

遠心模型実験では図-9 に示すように，表層模型地盤に対して断層変位を模型実験土槽の可動床側（右端から 25m）に強制変位として与えた．ここで断層変位は可動床が水平面から時計周りに 30° の方向に変位することで発生する．断層変位は逆断層を仮定して作用させたので，可動床は上盤となる．したがって実験土槽の固定床側は下盤となる．

図-10 に 2 次元 FEM モデルを示す．断層変位の方向が 2 次元面内で表されること，側面が剛な土槽において，奥行中央に設置した地中構造物模型を対象とすることから，2 次元平面ひずみモデルでの検討とした．モデル化範囲は遠心実験土槽全体で，長さ 75m，深さ 15m とした．断層位置は底面においてモデル右端から 25m で，断層左側を固定境界，右側 25m を可動境界として断層変位を模擬した．すなわち，断層基盤は剛基盤であると仮定した．

要素は全て四角形平面ひずみ要素で構成し，要素寸法は 0.5m（X）×0.25m（Y）であり，地盤のみのモデルの場合要素数は 9,000 要素である．地中構造物は図-9 に示すとおり，頂版・底版および側壁を四角形平面ひずみ要素で作成し，内部を空洞とした．実験において地中構造物模型はアルミ製で，破壊等非線形現象は考慮する必要が無いことから，線形モデルとした．

地盤－土槽表面間，地盤-地中構造物および地中構造物－土槽表面間のそれぞれの境界面には接合（ジョイント）要素を挿入し，相互のすべり及び剥離を表した．

(3)　構成則および材料特性

本研究では断層変位による地盤の変形モードや，地中構造物への作用荷重に対する再現性について，地盤の構成則による差異を比較し，その適用性を検討した．

a)　バイリニアモデル

バイリニアモデルの破壊条件として Drucker-Prager の条件を適用した．バイリニア型であることから，変形係数 *Es* には破壊時のひずみの適合性を考慮し，遠心実験の地盤材料（砂質土：岐阜産珪砂 7 号，Dr=90%）の圧

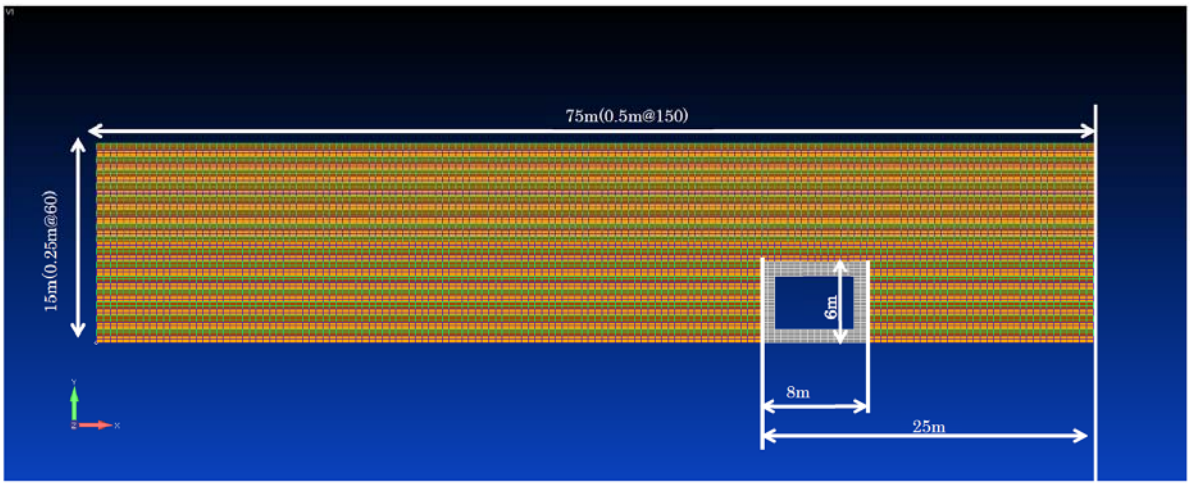


図-10　断層実験シミュレーション解析モデル（地中構造物あり）

密排水三軸試験（有効拘束圧（平均有効応力）σ_c'=100kN/m^2）により得られた最大強度時の割線剛性（図-11）を用いた．表-2 に地盤物性値を示す．解析地盤モデルでは変形係数 *Es* の設定に際し，拘束圧依存性（0.5 乗則）を考慮した．

b)　下負荷面モデル

Hashiguchi, K. et al.は，繰返し負荷に対する材料の繰返し弾塑性構成式として，下負荷面および回転硬化の概念に基づく土の弾塑性構成式を提案した[10]．本検討で用いた下負荷面モデルは，相似中心の移動，回転硬化則及び等方硬軟化関数を考慮できるいわゆる拡張下負荷面モデルである．図-12 に p'-q 面（p：平均有効応力，q：軸差応力）における下負荷面モデルの正規降伏面と下負荷面の関係を示す．ここで，下負荷面は，相似中心 s に対して，現応力点 σ を通って正規降伏面と相似形を有し，正規降伏面に対する下負荷面の大きさの比を正規降伏比 R として下負荷面を表すことができる．

正規降伏比の発展則は図-13 に示すような単調減少関数で表され，具体的には式（1）を考慮した．

$$U(R) = -u \ln R \tag{1}$$

ここで，u は材料定数である．本検討では，単調載荷を対象とするため，相似中心の移動及び回転硬化則のパラメータは設定しない．採用した具体的な降伏関数 m は式（2）による．

$$m \equiv \frac{2\sqrt{6}\sin\phi}{\left\{\frac{1}{2}\left(\phi_1^4+\phi_2^4\right)-\frac{1}{2}\left(\phi_1^4-\phi_2^4\right)\sin 3\bar{\theta}_\sigma\right\}} \tag{2}$$

$$\left.\begin{matrix}\phi_1\\ \phi_2\end{matrix}\right\} \equiv 3 \pm \sin\phi \tag{3}$$

$$\sin 3\bar{\theta}_\sigma \equiv -\sqrt{6}\,\frac{tr\sigma^{*3}}{\left\|\sigma^*\right\|^3} \tag{4}$$

$$\sigma^* \equiv \boldsymbol{\sigma} + P\mathbf{I} \tag{5}$$

表-2　バイリニアモデルの地盤物性値

単位体積重量 γ (kN/m^3)	変形係数 *Es* (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ(°)	粘着力 *c* (kN/m^2)	ポアソン比 ν
15.0	23,000	38	1.0	0.33

Es：有効拘束圧 σ_c'=100kN/m^{2}での基準値

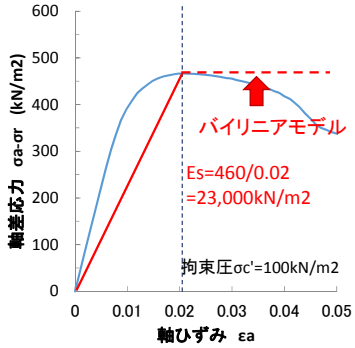


図-11　圧密排水三軸試験（岐阜産珪砂7号，Dr=90%）の軸差応力－軸ひずみ関係と*Es*の設定方法

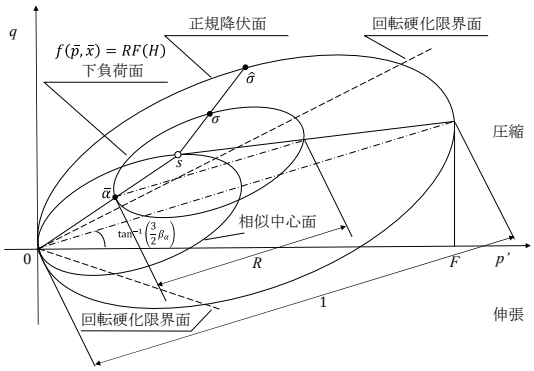


図-12　p'-q 面における正規降伏面と下負荷面（Hashiguchi ら 10)に加筆）

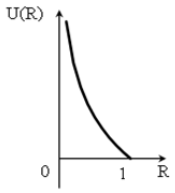


図-13　変数 *R* と関数 *U(R)*の関係

表-3　要素試験結果に基づく材料定数と，下負荷面モデルのパラメータとの関係

項　目	記号	値	備　考
圧縮指数	λ	0.0074	等方圧縮伸長試験
膨張指数	κ	0.0039	(Cc=0.017, Cs=0.009)
初期間隙比	e_0	0.73	Dr=90%
内部摩擦角(°)	ϕ	32	圧密排水三軸（CD）試験(ϕ=38)
ポアソン比	ν	0.33	一般的な値
過圧密比	P_d/σ_m'	10	パラスタで設定
回転硬化限界面(°)	ϕ_b	0	考慮せず
回転硬化発展則	b_r	0	考慮せず
せん断硬化軟化程度の定数	μ	0.25	パラスタで設定
正規降伏比 R の発展則	u	100	パラスタで設定
基準平均有効応力(kN/m^2)	σ_{mref}'	100	要素試験の条件として設定

ここで，ϕは内部摩擦角を，σは現応力点を示す．本検討で用いている降伏関数は主応力空間において，軸対象圧縮（$\theta=\pi/6$），伸長（$\theta=-\pi/6$）で$\phi=\phi_d$の Mohr - Coulomb の破壊基準に一致し，Mohr - Coulomb の破壊基準を包絡する関数である．また，等方硬軟化関数 F は式（6）による．

$$F = F_0 \exp\left(-\frac{H}{\lambda-\kappa}\right) \tag{6}$$

ここで，

$$\dot{H} = D_v^p + \mu\left\|D^{P*}\right\|\left(m_d - \frac{\left\|\sigma^*\right\|}{P}\right) \tag{7}$$

$$m_d \equiv \frac{2\sqrt{6}\sin\phi_d}{\left\{\frac{1}{2}\left(\phi_1^4+\phi_2^4\right)-\frac{1}{2}\left(\phi_1^4-\phi_2^4\right)\sin 3\bar{\theta}_\sigma\right\}} \tag{8}$$

ここで，F_0 は F の初期値，D^pは塑性偏差ストレッチング，μ 及び ϕ は材料定数である．

c)　下負荷面モデルの定数設定

遠心模型実験で用いた地盤材料（砂質土：岐阜産珪砂 7 号，Dr=90%）の要素試験結果に基づく材料定数と，下負荷面モデルのパラメータとの関係を**表-3** に整理して示す．ここで，圧縮指数 λ，膨潤指数 κ，内部摩擦角 ϕ については，修正 Cam-Clay モデルと同様の定数である．その他，下負荷面モデル特有のパラメータを要素試験の再現解析から同定することとなるが，対象としている試験が単調載荷と等価な挙動であることから，回転硬化則及び相似中心の移動に関する定数は設定しないものとした．以上から，同定対象となる材料定数は，正規降伏比 R の発展式に用いる定数 u とせん断後の負のダイレイタンシーから正のダイレイタンシーを表現するための等方硬軟化関数 F のパラメータである μ 及び ϕ の 3 つとなる．

なお，土の弾性定数 E は修正 Cam-Clay モデルの膨潤曲線の定義から次式を用いて算定できる．

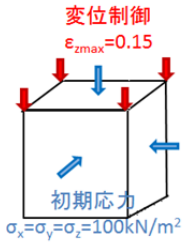
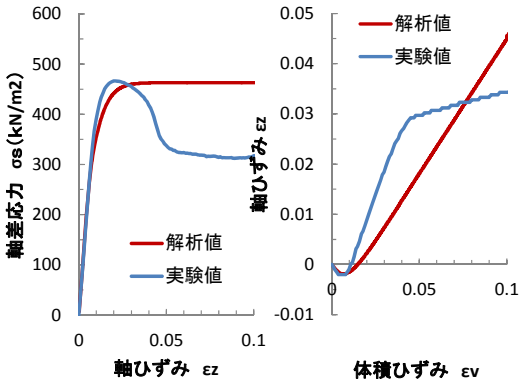


図-14　圧密排水三軸試験再現解析モデル



(a) 軸差応力－軸ひずみ関係　　(b) 軸ひずみ－体積ひずみ関係

図-15　圧密排水三軸試験再現解析結果

$$K = \frac{(1+e_0)}{\kappa}\sigma_m' \tag{9}$$

$$E = 3K(1-2\nu) \tag{10}$$

ここで，K：体積弾性係数，e_0：初期間隙比，σ_m'：平均有効応力である．たとえば σ_m'=100kN/m^2 における弾性定数は E=45,000kN/m^2 である．

本検討では，a)で示した圧密排水三軸試験をターゲットとした再現解析を実施し，**表-3** に示した各パラメータを設定した．パラメータ設定のための解析モデルは三次元 6 面体の単位要素を用いて，境界値問題を解くことにより設定した．初期応力として各面に $\sigma_x=\sigma_y=\sigma_z=$ 100kN/m^2 の等方圧縮応力を作用させ，要素下端を固定しつつ，上面を変位制御で下方（-z 方向）に圧縮して，圧密排水三軸試験を模擬した（**図-14**）．

図-15(a)に初期勾配および最大強度に着目してパラメータフィッティングした，軸差応力－軸ひずみ関係を実験値と比較して示す．また，図-15(b)に体積ひずみ－軸ひずみ関係を実験値と比較して示す．ここで，最大値付近の剛性及び残留強度については再現性が良くないものの，負のダイレイタンシーから正のダイレイタンシーへ移行する部分等については，実験値の再現性が高い．

d) 地中構造物の材料定数

表-4 に地中構造物の材料定数を示す．本研究では地中構造物への作用外力を計測することが目的であることから，地中構造物模型は見掛けの断面剛性（*EI*）を実物（RC 製）と等価とした弾性模型である．

e) 接合要素の特性

表-5 に本検討における接合要素の特性を示す．表中の接合要素の部位番号①～⑧は図-16 に示すものである．

(4) 解析手順

a) 境界条件

解析は(A)初期自重解析，(B)断層変位解析の 2 ステップで実行した．それぞれの計算ステップにおいて適用した境界条件を表-6 及び図-16 に示す．初期自重解析時は土槽を模擬するため，土槽底面境界（⑤，⑦）の鉛直方向および土槽側方境界（⑥，⑧）水平方向を固定した．⑥，⑧の鉛直方向は地盤の沈下を模擬するためフリーである．地中構造物周面（①～④）は地盤とのすべり，剥離を考慮した．地中構造物があるとその上部の埋戻地盤は周辺地盤と沈下量に差が生じるため，⑨の境界部を設けて鉛直方向をフリーとし不同沈下による地盤要素の応力集中を抑止した．

断層変位解析時は，土槽境界（⑤～⑧）の境界変位を全て拘束した．

b) 載荷方法

解析では，表層地盤に対する断層変位を断層上盤側の境界に強制変位として与えた．ここで断層変位は断層上盤が移動するモデル底面水平面から時計周りに 30° の方向に対する変位量とし，上盤側が持ち上がる場合を＋と定義した（図-9）．

解析では最大断層変位 δ_{max}=2.0m までの載荷とした．非線形の繰り返し計算の収束性を考慮して，載荷変位ステップは 0.05mm/step を標準とした．なお，FINAL-GEO は微小変形理論に基づくプログラムであるため，大変位における解析結果の解釈には留意する必要がある．

c) 解析ケース

解析ケースを表-7 に示す．地盤構成則にバイリニアモデル+Drucker-Prager の条件（以下，DP モデルとする）および下負荷面モデル（以下，SS モデルとする）を用い，地中構造物の有無を条件とした 4 ケースである．

表-4 地中構造物の材料定数

単位体積重量 γ (kN/m^3)	弾性定数 E (MN/m^2)	ポアソン比 ν
27.0	70,000	0.3

表-5 地中構造物周囲の接合要素の物性値

	水平	鉛直
①構造物頂版-地盤	ϕ=35°	剥離考慮
②構造物側面-地盤	ϕ=35°	剥離考慮
③④構造物底面-可動床	ϕ=35°	剥離考慮
⑥⑧地盤-土槽（側面）	剥離考慮	ϕ=35°
⑤⑦地盤-土槽（底面）	剛	剥離考慮

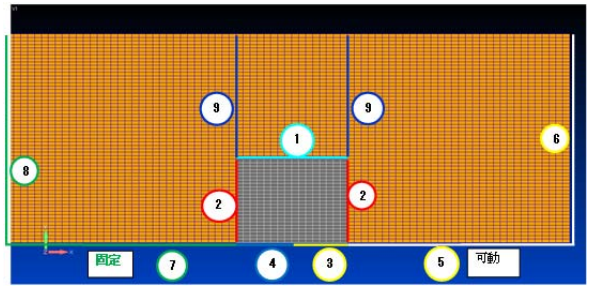


図-16 解析モデルの境界定義

表-6 各計算ステップで適用した境界条件

番号	場所	方向	(A)自重	(B)断層
①	構造物上面		SH	SH
②	構造物側面		SH	SH
③	構造物底部可動部		SH	SH
④	構造物底部固定部		SH	SH
⑤	土槽可動部底面	水平	F	R
		鉛直	R	R
⑥	土槽可動部側面	水平	R	R
		鉛直	F	R
⑦	土槽固定部底面	水平	F	R
		鉛直	R	R
⑧	土槽固定部側面	水平	R	R
		鉛直	F	R
⑨	構造物上部地盤	水平	R	R
		鉛直	F	R

SH：すべり剥離考慮，R：固定，F：自由

表-7 解析ケース一覧

case	実験ケース	地盤構成則
1-D	地盤のみ	バイリニアモデル
1-S		下負荷面モデル
2-D	地中構造物上盤側設置	バイリニアモデル
2-S		下負荷面モデル

(5) 地盤の変形状況の再現性

a) 地盤のみのケース（case 1-D，case 1-S）

図-17 に解析結果の一例として，断層変位 δ=1.0m におけるせん断ひずみコンターを示すとともに，図-18 に

地表面形状を遠心模型実験の計測値（レーザー変位計：鉛直変位）と比較して示す．

図-17 から，せん断ひずみが発達する方向は断層位置から下盤側上方に約 45° の向きである．地盤の構成則に DP モデルを用いた case 1-D よりも，SS モデルを用いた case 1-S のほうがせん断ひずみは大きく出る傾向が伺える．構成則の特性から，DP モデルの初期剛性は SS モデルの約 1/2（σ_m'=100kN/m^2 で Es=23,000kN/m^2 と E=45,000kN/m^2）であるが，SS モデルではひずみの進展に伴い剛性低下が生じること，両モデルの拘束圧依存性が異なること（DP は 0.5 乗則，SS は 1 乗則）による地中の剛性分布の違いで，SS モデルがより変形しやすい特性を有すると考えられる．

図-18 の地表面形状の比較から，case 1-D， case 1-S ともに実験値との整合性は良いが，SS モデルを用いた case 1-S のほうがより実験値の変形形状に近く，隆起領域が下盤側（S 壁側）に広がることがわかる．

b) **地中構造物上盤設置ケース（case 2-D，case 2-S）**

図-19 に断層変位 δ=1.0m におけるせん断ひずみコンターを，**図-20** に地表面形状を示す．

せん断ひずみの集中する方向はいずれも地盤のみケース（以下，case 1 とする）と同様であるが，土槽固定床（下盤側）付近でのひずみの集中（赤い領域）は case 0 よりも広い．また，下盤側のせん断ひずみの発達範囲も広がっている．これは，地中構造物が断層変位に伴って上盤側（N 壁側）から下盤側（S 壁側）に移動し，剛性の大きな側壁が下盤側地盤を押すためである．地表面形状の比較では，case 1 と同様に SS モデルを用いた case 2-S のほうが DP モデルの case 2-D より実験値の変形形状に近いことがわかる．なお，case 2 は地中構造物底面が全て上盤に載っているため，遠心模型実験でも再現解析でも構造物の回転は生じなかった．

(6) 地中構造物に作用する土圧外力の再現性

地中構造物に作用する土圧外力は，地中構造物要素と地盤要素の界面に設けた接合要素の構造物面に垂直な応力成分を抽出し，要素長さを掛けて各構造部材軸方向に積分したものである．また，構造物模型の奥行（10m）を掛けた 1 ブロック当たりの土圧外力とした．

a) **DPモデル（case 2-D）**

図-21 に断層変位量と構造物頂版と側壁（S・N 壁）に作用する土圧外力の関係を示す．ここで，実線が実験値，点線が解析値を示す．構造物頂版の土圧外力は断層変位の増加に伴い漸増していくが，断層変位 δ=1.0m 程度で最大 15MN あまりとなり増加傾向が止まる．S 側壁の土圧外力については，断層変位 δ=0.5m 程度までは断層変位量－土圧外力の関係はほぼ整合しており，この範囲での土圧外力の再現性が認められた．一方，実験では断層変位 δ=0.5m 付近で一旦土圧外力が降伏し，その後再上昇して断層変位 δ=3.0m 付近において土圧の極大値を示すのに対し，解析では断層変位 δ=1.0m で実験値の倍程度の土圧外力を示しており，断層変位 δ=0.5m 以上での整合性は劣る．N 側壁の土圧外力は断層変位 δ=1.0m 程度までは整合性が見られるが，解析値はその後も断層変位の増大に伴って増加し続ける．

b) **SSモデル（case 2-S）**

図-22 に断層変位量と構造物頂版と側壁に作用する土圧外力の関係を示す．構造物頂版の土圧外力は断層変位が増加しても変動が小さく，ほぼ初期応力解析によって作用している土被り荷重（初期値）相当であることがわかる．S 側壁の土圧外力については，断層変位 δ=0.5m 程度まで断層変位量－土圧外力の関係はほぼ整合しており，また実験値において断層変位 δ=0.5m 付近に見られる土圧外力の踊り場も現れている．しかしながら，実験では断層変位 δ=1.0m を超えてから土圧外力が再度上昇し始め δ=3.0m 付近において極大値を示すのに対し，解析では δ=0.5m 以降は土圧外力の上昇傾向は見られない．断層変位 δ=0.5m 以降に見られる土圧外力の増減は一部の要素に不安定な挙動が発生しているためと考えられる．一方，N 側壁の断層変位量－土圧外力の関係は，断層変位 δ=2.0m まで概ね整合性している．

(7) 地中構造物の変形モードの再現性

地中構造物部材のひずみは，構造物要素を構成する四角形平面ひずみ要素の部材長手方向の直ひずみ（頂版では ε_x，側壁では ε_y）を抽出し，部材の評価断面方向での分布形状を線形補間して部材の縁ひずみを算定し，曲げ・軸ひずみを評価した．なお，ここでは地中構造物へ作用する土圧外力が遠心模型実験結果に適合したSSモデル（case 2-S）について考察する．

図-23 および**図-24** に，代表的な断層変位量における地中構造物部材の軸ひずみ ε_a，曲げひずみ ε_b を遠心模型実験結果と比較して整理した．

図-23 は地中構造物の軸ひずみ分布である．実験値（exp.），解析値（calc.）とも構造物頂版の軸ひずみは断層変位の増加に伴い圧縮（－方向）に推移する．**図-22** の断層変位量－土圧外力の関係と比較して考察すると，土圧外力が漸増する断層変位 δ=0.5m までは軸ひずみの変動が明確であるが，土圧外力の増加が収束傾向にある断層変位 δ=0.5m～1.0m 間では，特に解析値での変動量は小さい．一方，解析による側壁の軸ひずみは断層変位量に対してほとんど変動せずほぼ一定であり，**図-22** に示した地中構造物の頂版に作用する鉛直土圧外力が断層変位によりほとんど変動しないことと整合する．

図-24 は地中構造物の曲げひずみ分布である．ここで曲げひずみは各部材の外側（地盤側）が引張となる場合

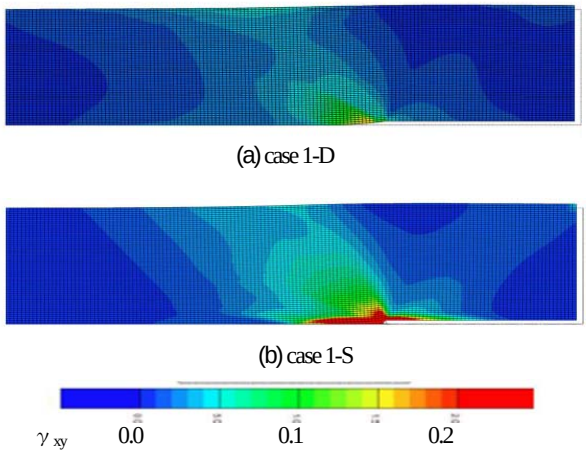


図-17　断層変位δ=1.0m におけるせん断ひずみ分布
（地盤のみケース：case 1）

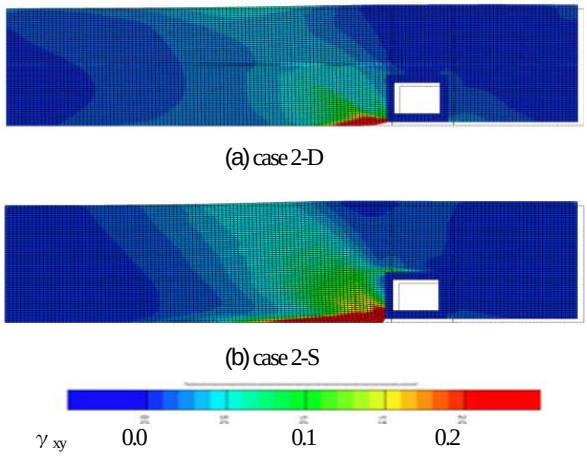


図-19　断層変位δ=1.0m におけるせん断ひずみ分布
（地中構造物上盤設置ケース：case 2）

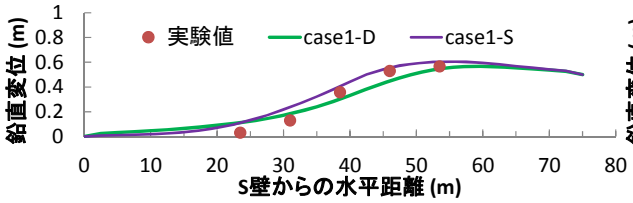


図-18　断層変位δ=1.0m における地表面形状の比較
（地盤のみケース：case 1）

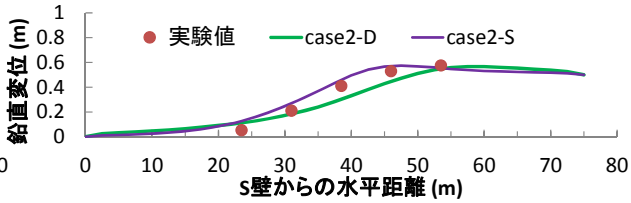


図-20　断層変位δ=1.0m における地表面形状の比較
（地中構造物上盤設置ケース：case 2）

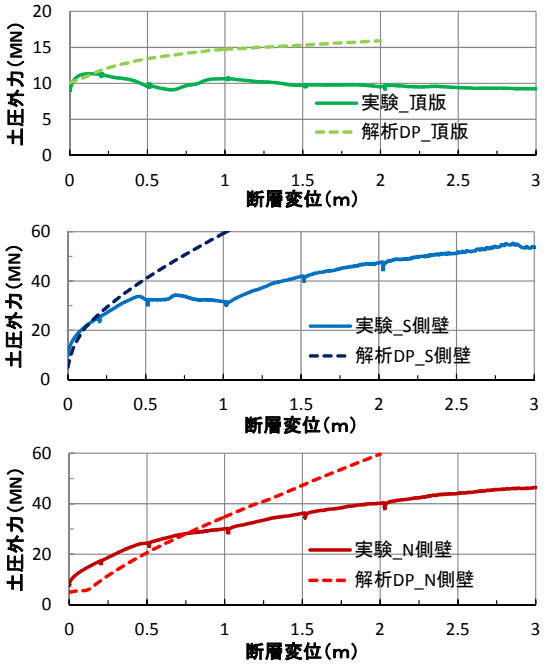


図-21　断層変位量と構造物頂版と側壁（S・N 壁）に
作用する土圧外力の関係（DP モデル：case 2-D）

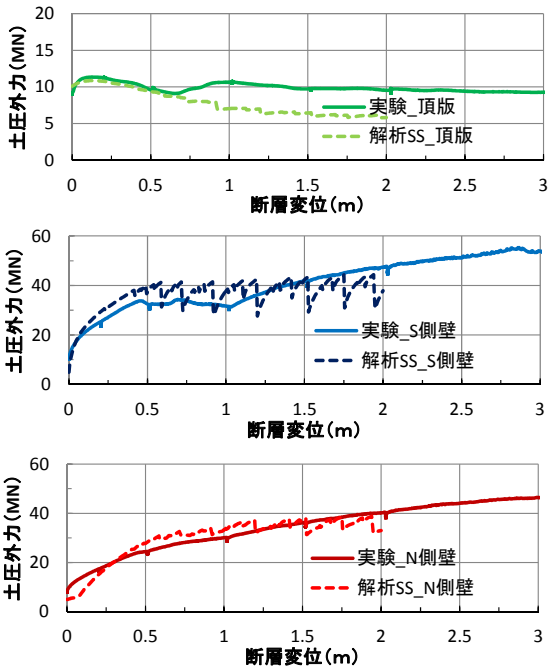


図-22　断層変位量と構造物頂版と側壁（S・N 壁）に
作用する土圧外力の関係（SS モデル：case 2-S）

を正として整理した．スパン中央部が内側に撓む頂版の初期（断層変位δ=0.0m）曲げひずみ分布は，解析値と実験値が分布形状のみならず，定量的にも良く整合している．断層変位δ=1.0m までの頂版曲げひずみ分布から，実験値では明確な変動が見られないのに対し，解析値では N 壁側端部の正の曲げひずみ（外側引張）が徐々に増大する傾向が見られる．側壁の曲げひずみ分布においては，δ=0.0m～0.5m の区間において各壁部材のスパン中央部で地中構造物が内側に変形するように変動していく様子が再現されている．このとき S 側壁では部材下端の正の曲げひずみ（外側引張）が増大するのに対し，N 側壁では部材上端が正，下端が負（内側引張）に増加していく．また，断層変位δ=0.5m～1.0m では図-22 の土圧外力の増加が収束傾向にあるため，曲げひずみの変動は小さい．これらについて，実験値と比較すると，両側壁とも曲げひずみの分布形状が整合しかつ定量的にも適

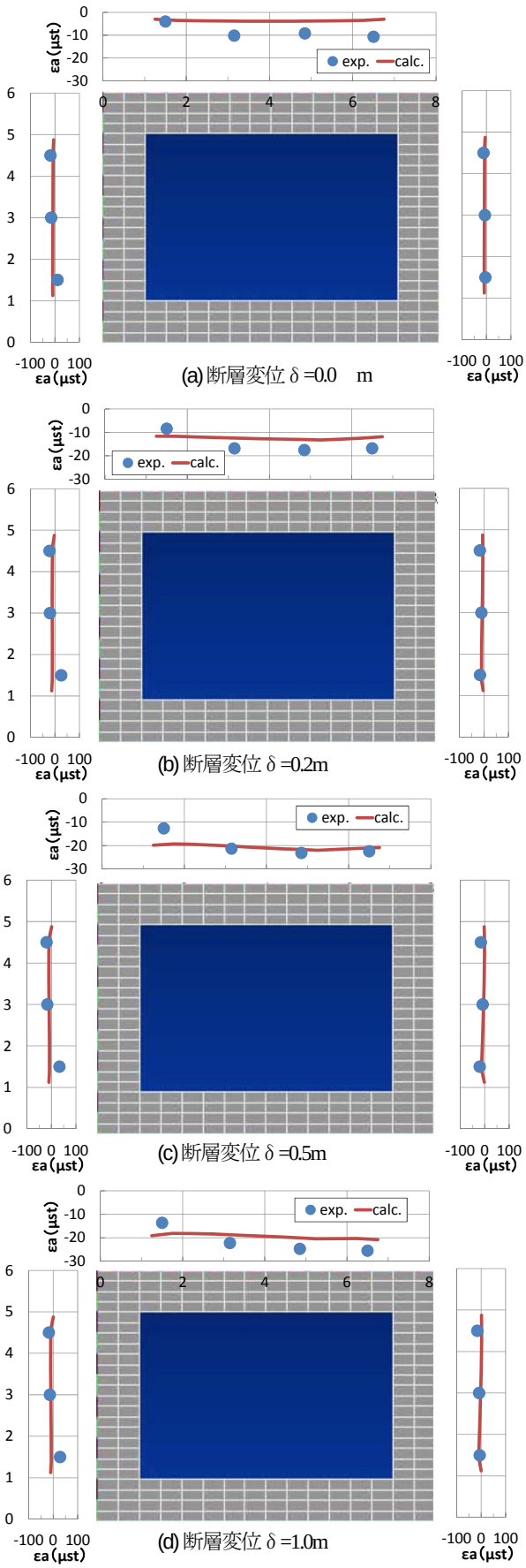


図-23　代表的な断層変位量における構造物頂版と側壁（S・N壁）の軸ひずみ分布（SS モデル：case 2-S）

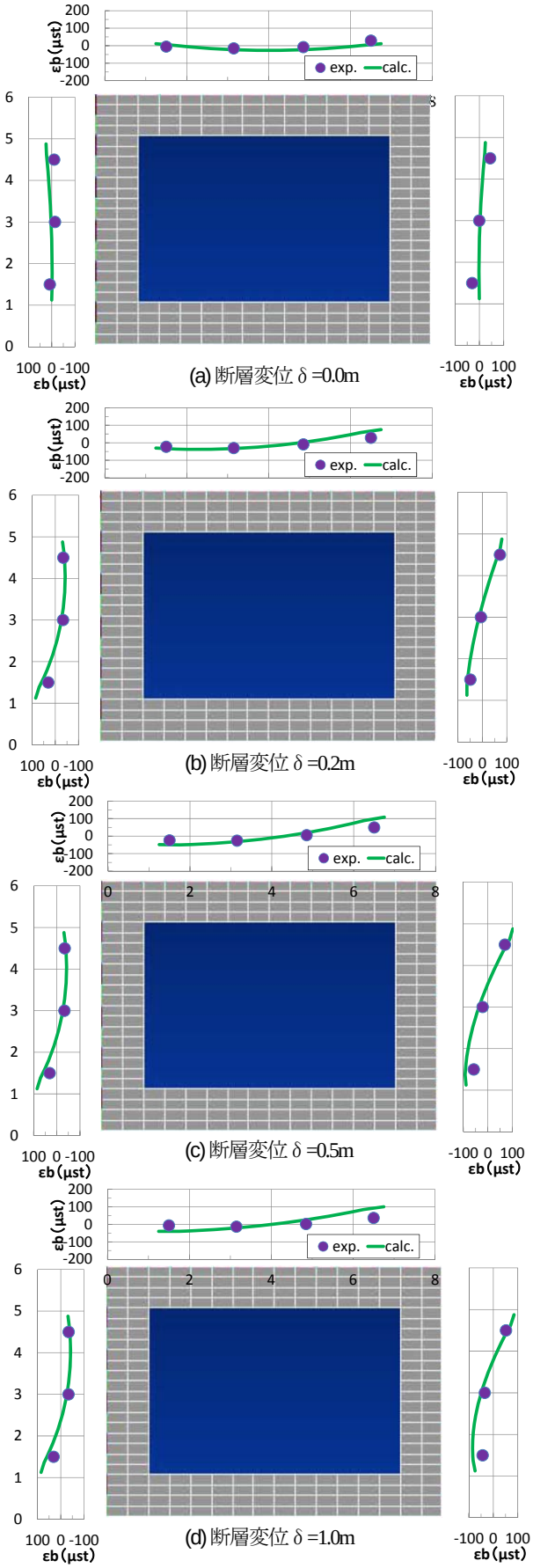


図-24　代表的な断層変位量における構造物頂版と側壁（S・N壁）の曲げひずみ分布（SS モデル：case 2-S）

合し，地中構造物の変形モードの再現性は高いことがわかる.

4. まとめ

岩盤上に設置し，埋め戻したボックスカルバート構造物を対象とし，構造物直下の断層が逆断層変位した時の構造物へ作用する土圧について遠心模型実験により検証するとともに，2 次元弾塑性 FEM による再現解析を実施し，地盤の変形モードや地中構造物への土圧に対する再現性を検討した．以下に検討結果をまとめる.

①遠心模型実験の結果，地中構造物頂版に作用する土圧は初期土圧相当で一定であること，側壁に作用する土圧は断層変位に伴って増加するが，一定の断層変位量で頭打ちとなることがわかった.

②遠心模型実験より，地中構造物の側壁は側方土圧の増加によって内側に押しつぶされるような変形モードとなるが，底版と断層線の位置関係により断面力分布は影響を受けることがわかった.

③2 次元弾塑性 FEM による再現解析により，地盤のみの場合と地中構造物がある場合のいずれにおいても，地表面変形状況の再現性は良好であることがわかった.

④再現解析において，土の非線形性を単純化したバイリニアモデルを用いた場合，断層変位δ=0.5m 程度までの土圧外力の再現性は良く，それ以上では大きく評価されることがわかった.

⑤要素の非線形性を精緻に再現できる下負荷面モデルでは，断層変位δ=0.5m を超える場合でも土圧外力の再現性が良いことがわかった.

⑥ 再現解析による頂版や側壁の曲げひずみの分析から，地中構造物の変形モードの再現性が高いことがわかった.

参考文献

1) 土木学会 地震工学委員会：地下構造物の耐震性能照査と地震対策ガイドライン（案），地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会， 2011.
2) 常田賢一：土木構造物における地震断層の工学的対応に関する考察, 土木学会論文集 No. 752/ I- 66，63 - 77，2004.
3) 畔取良典，長瀧元紀，泉谷 透，北田奈緒子：鉄道シールドトンネルに対する断層変位対策の一事例，土木学会第 61 回年次学術講演会，2006.
4) 大塚久哲，古川愛子，相部岳暁：断層変位を受ける地中構造物の耐震性と免震対策の適用性，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），No. 66，No.1，188 - 195，2010.
5) 米澤健次，樋口俊一，穴吹拓也，渡辺伸和，伊藤悟郎：三次元 FEM 解析による地中 RC 構造物の岩盤変位に対する損傷評価，構造工学論文集 Vol.62A，2016.
6) 菊地慶太，伊藤悟郎，加藤一紀，樋口俊一：逆断層変位を受ける地中構造物の挙動に関する遠心模型実験：Part1 実験概要，土木学会第 71 回年次学術講演会，2016.
7) 樋口俊一，加藤一紀，伊藤悟郎，菊地慶太：逆断層変位を受ける地中構造物の挙動に関する遠心模型実験：Part2 作用荷重，土木学会第 71 回年次学術講演会，2016.
8) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O., Eto, H. :Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Paper No.586, Aug. ,2004.
9) 米澤健次，穴吹拓也，江尻譲嗣：大規模・高速化非線形ＦＥＭ解析ソフト「FINAL-GEO」，大林組技術研究所報，No.75，2011.
10) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elastoplastic Constitutive Laws of Granular Materials, Constitutive Equations of Soils (Proc. Spec. Sess. 9, 9th Int. Conf. SMFE), pp.73-329, 1977.

EXPERIMENTASL AND NUMERICAL STUDY ON THE CHARACTERISTICS OF EARTH PRESSURE ACTING ON THE BOX-SHAPE UNDERGROUND STRUCTURE SUBJECTED THE STRIKE SLIP FAULT DISPLACEMENT

Shunichi HIGUCHI, Ikki KATO, Shin SATO, Gorou ITOH and Yui SATO

This research focuses on the characteristics of earth pressure acting on the box-shape underground structure subjected the strike slip fault displacement.

Firstly, centrifuge experiments were conducted to investigate the deformation shape of the ground, as well as the characteristics of earth pressure acting on the underground structure quantitatively during the fault movement. Then, numerical simulations, utilizing the 2D elasto-plastic FEM, were conducted to investigate the reproducibility of the external force and deformation of the underground structure.

The results show the 2D elasto-plastic FEM can reproduce the deformation shape of the ground, earth pressure acting on the underground structure and deformation of the structure.